

変位ベース設計法に基づく免震設計

荒井智代¹・川島一彦²・庄司学³

¹学生会員 東京工業大学大学院修士課程 理工学研究科土木工学専攻
(〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (同上)

³正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (同上)

1. まえがき

設計計算において荷重は、構造物に生じる変位、変形を求めるために必須ではあるが、非線形域の変位を考慮するじん性設計、すなわち地震時保有水平耐力法の中では、設計に必要なパラメータとしては、荷重よりも変位、変形が重要であるならば、変位、変形をベースに設計体系を組んではどうかという考えが出てきている。ここでは、変位ベース設計法 (Displacement-Based Design) に基づき、Calviらが提案している免震設計法¹⁾²⁾を日本流に解釈し直し、その適用した結果について報告する。

2. 変位ベース設計法の特徴

従来の荷重ベース設計法が強度を基に設計を行うのに対して、変位ベース設計法は変位を基に設計を行うものである。変位ベース設計法では、構造物の限界状態を変位や曲率で表現し、この限界に達しないように設計することが可能になる。

変位ベース設計法では、最大変位 (有効変位) に相当する割線剛性および等価減衰剛性を用い、変位応答スペクトルに基づいて耐震 (免震) 設計を行う。

3. 変位ベース設計法に基づいた免震設計

Calviらが提案した免震設計法を、道路橋免震設計法マニュアル(案)の考え方に基づいて再構成すると、変位ベース設計法による免震設計の流れは、図1のようになる。一つの設計振動単位の中で、まず桁に許す最大変位 u_{se} を想定し、橋の減衰定数 ξ_{se} の下で与えられた変位応答スペクトルに対して u_{se} に生じるような等価な固有周期 T_s を求め、これから橋脚や免震装置の有効剛性 k_p 、 k_{de} を求めるというものである。

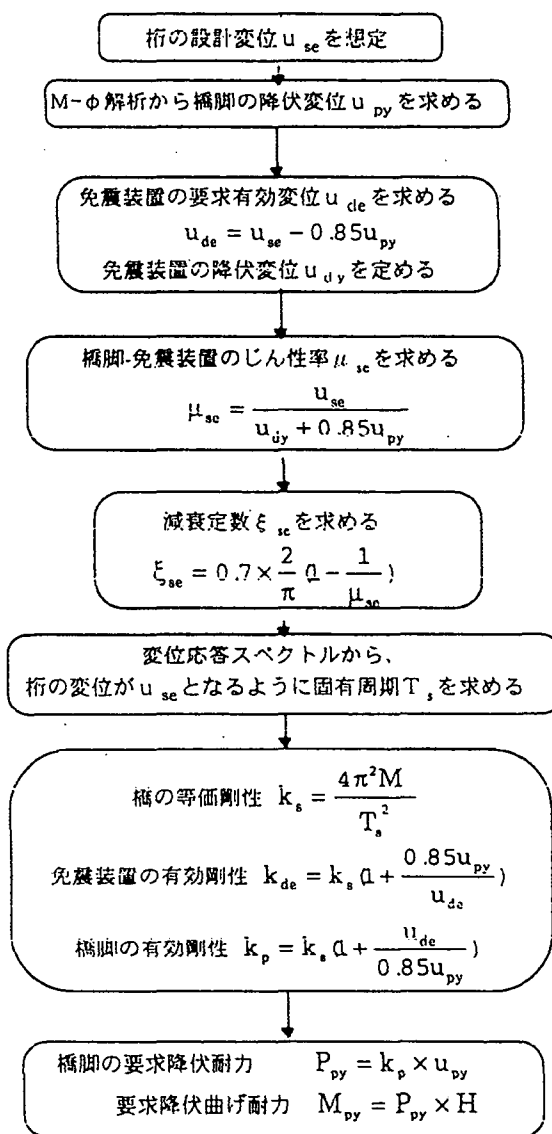


図-1 変位ベース設計法に基づいた免震設計のフローチャート

いま簡単にするために、一基の橋脚(基礎を含む)-免震装置系を取り出し、橋脚および免震支承の水平力-水平変位の関係を図2(a)、(b)のようにモデル化

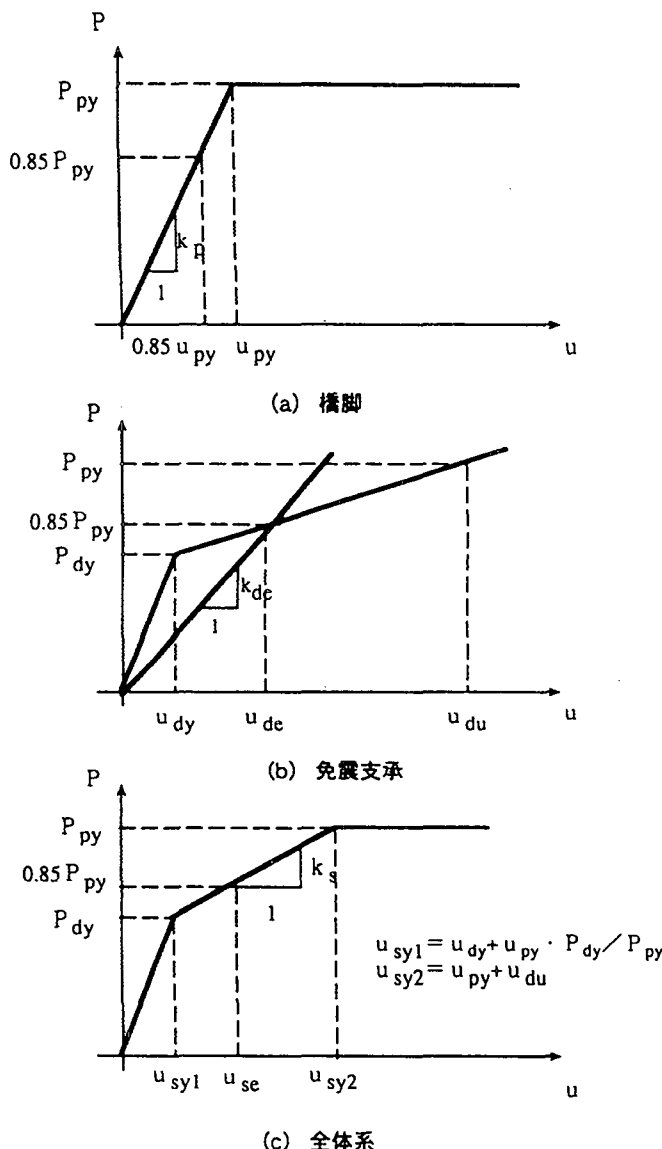


図-2 変位-荷重の関係

すると、橋脚-免震装置系の水平力-水平変位の関係は図2(c)のようになる。ここで、免震支承に想定する最大変位（設計変位） u_{de} が生じた時に橋脚には塑性ヒンジが生じないように、免震支承に設計変位 u_{de} に相当する変位が生じたときの作用力が橋脚の降伏耐力 P_{py} の85%以下であるようにするものとすれば、桁に生じる最大変位（桁の設計変位） u_{se} は、

$$u_{se} = 0.85u_{py} + u_{de} \quad (1)$$

図2(c)に示すように、全体系の降伏変位 u_{sy1} は

$$u_{sy1} = u_{dy} + u_{py} \frac{P_{dy}}{P_{py}} \quad (2)$$

であるから、全体系のじん性率 μ_{se} は、

$$\mu_{se} = \frac{u_{se}}{u_{dy} + u_{py} \frac{P_{dy}}{P_{py}}} \quad (3)$$

ここで、 u_{dy} 、 P_{dy} は免震支承の降伏変位および降伏耐力、 u_{py} 、 P_{py} は橋脚の降伏変位および降伏耐力である。Calviらは $P_{dy} = 0.85 P_{py}$ と仮定（図2(b)参照）し、式(3)を次のように簡略化している。

$$\mu_{se} = \frac{u_{se}}{u_{dy} + 0.85u_{py}} \quad (4)$$

免震支承の有効剛性 k_{dc} と橋脚の有効剛性 k_p を

$$k_{de} = \frac{0.85P_{py}}{u_{de}} \quad (5)$$

$$k_p = \frac{P_{py}}{u_{py}} \quad (6)$$

と与えると、全体系の剛性 k_s は、

$$k_s = \frac{k_p k_{de}}{k_p + k_{de}} \quad (7)$$

これに、式(5)と式(6)から得られる $k_{de}/k_p = 0.85 u_{py}/u_{de}$ の関係を代入すると k_{de} と k_p は次のように求められる。

$$k_{de} = \frac{k_{de} + k_p}{K_p} k_s = k_s \left(1 + \frac{0.85u_{py}}{u_{de}} \right) \quad (8)$$

$$k_p = \frac{k_{de} + k_p}{k_{de}} k_s = k_s \left(1 + \frac{u_{de}}{0.85u_{py}} \right) \quad (9)$$

これを基本に、以下次のように免震設計を行う。

(1) 桁の変位を仮定し、免震装置と橋脚の降伏変位を求める

まず桁に許容する最大変位（設計変位） u_{se} を想定する。橋脚の降伏変位 u_{py} は、橋脚断面を仮定しM-φ解析から求められるので、式(1)から免震装置の設計変位 u_{de} を求め、これを達成するように免震支承の寸法を定めて免震支承の降伏変位 u_{dy} を定める。

(2) 桁の変位が u_{se} になるように固有周期 T_s を定める

全体系が式(2)で与えられるじん性率 μ_{se} に相当する非線形応答をした場合の等価減衰定数 ξ_{se} は、

$$\xi_{se} = c_H \times \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_{se}} \right) \quad (10)$$

ここで係数 c_H は、右辺第2項以下が完全弾塑性型履歴系の等価減衰を与えるため、これを実際の橋に生じる減衰に修正するための係数であり、ここではCalviらに従い、 $c_H = 0.7$ とする。

式(10)の減衰定数を有する全体系に生じる変位が式(1)により与えられる設計変位 u_{se} になるように、固有周期 T_s を変位応答スペクトルから求める。

(3) 全体系の剛性を求め、これから橋脚の設計断面力を求める

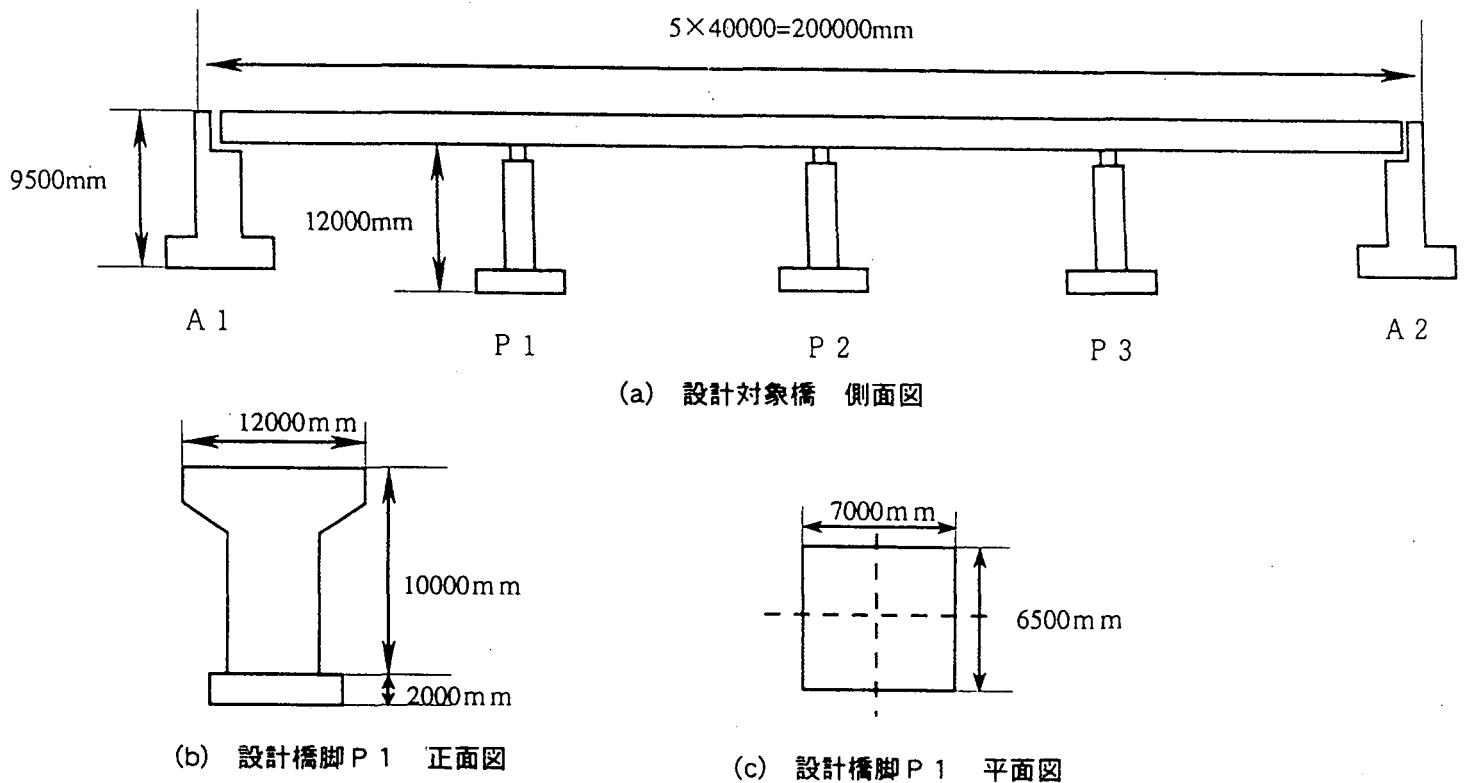


図3 設計対象橋

固有周期 T_s が求められると、全体系の等価剛性 k_s は、

$$k_s = \frac{4\pi^2 M}{T_s^2} \quad (11)$$

ここで M は橋の質量であり、桁の質量 M_{sp} 、橋脚の質量 M_p から、

$$M = M_{sp} + 0.3M_p \quad (12)$$

k_p は式(9)より求めることができるため、橋脚の要求降伏耐力 P_{py} および要求降伏曲げ耐力 M_{py} は次のように求められる。

$$P_{py} = k_p \times u_{py} \quad (13)$$

$$M_{py} = P_{py} \times H \quad (14)$$

4. 適用例

変位ベース設計法を用いて、図3に示す5径間連続鋼Iげた橋³⁾の中からP1橋脚を取り出し、免震装置と橋脚に作用する断面力を検討した。P1橋脚の高さは10mであり、自重は346.2tf、上部構造重量は600tfである。また、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用い、橋軸、橋軸直角の2方向に免震化している。

設計の流れは以下になる。

- (1) 桁の最大変位（設計変位） u_{se} を想定する
設計資料³⁾では、免震支承の設計変位は231mm

と想定されているが、比較対象としては実際に免震支承に生じた最大応答変位を用いる方がよいという判断で、ここでは3波のタイプⅡ地震動（標準波形）に対して非線形動的解析によって求められた応答変位の平均値は、免震支承では172.5mm、橋脚天端では29.9mmであるため、桁の最大応答変位は約200mmとなる。設計資料と同条件で検討するために、ここでは $u_{se}=200$ mmと想定する。

- (2) 橋脚の降伏変位 u_{py} 、免震装置の設計変位 u_{α} と降伏変位 u_{α} を求める

設計資料から、 $u_{py}=30.9$ mmとし、式(1)より u_{de} は、

$$u_{de} = u_{se} - 0.85u_{py} = 173.7\text{mm} \quad (15)$$

設計資料では、免震支承の設計変位を $u_0=231$ mmとしており、ここで想定した設計変位は設計資料の値よりも約30%小さくなっている。

また、免震装置の降伏変位は設計資料に合わせて $u_{dy}=20.0$ (mm)とする。

- (3) 全体系のじん性率 μ_{se} と減衰定数 ξ_{se} を求める
式(2)および式(10)より、

$$\mu_{se} = \frac{200}{20 + 0.85 \times 30.9} = 4.32$$

$$\xi_{se} = 0.7 \times \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{4.32} \right) = 0.342$$

- (4) 桁の変位が u_{se} になるように固有周期 T_b を定める

タイプⅡ I種地盤

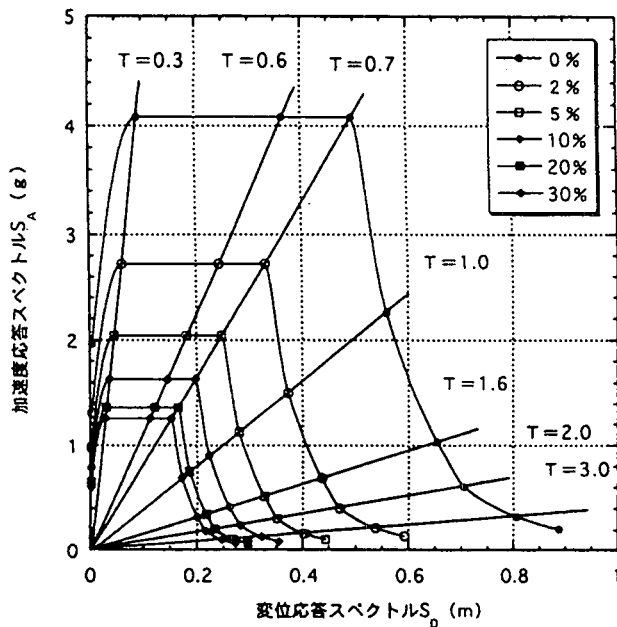


図4 変位応答スペクトル

図4に示す平成8年道路橋示方書のタイプⅡのI種地盤の地震応答スペクトルを用いて、減衰定数が $\xi_{se}=0.342$ の時に桁に設計変位 $u_{se}=200\text{mm}$ に相当する変位が生じるような固有周期 T_s を求めると1.70秒となる。

(5)剛性を求める

全体系の等価剛性 k_s は式(11)から 981.1tf/m となり、式(8)、式(9)より免震装置の有効剛性 k_{de} と橋脚の有効剛性 k_p は、 $k_{de}=1129.5\text{tf/m}$ 、 $k_p=7470.2\text{tf/m}$ となる。

(6)橋脚の要求降伏耐力 P_{py} と要求降伏曲げ耐力 M_{py} を求める

式(13)、式(14)から $P_{py}=230.8\text{tf}$ 、 $M_{py}=2308\text{tf}\cdot\text{m}$ となる。

5. 変位ベース設計法と設計資料の試算例との比較

以上より、変位ベース設計法と設計資料の試算例を比較すると表1のようになる。免震支承の降伏変位 u_{dy} は 20mm で同じ値を想定したが、設計変位 u_{de} は設計資料では 231mm と規定されているのに対して、変位ベース設計法では式(15)に基づき 174mm となる。ただし、非線形動的解析によれば、設計資料の例でも支承に生じる最大応答変位は 173mm となっており、ここで想定した値と近い値となっている。これを反映して、設計変位時に免震支承に作用する水平力は、設計資料では 298tf （ただし動解では 247tf ）であるのに対して、変位ベース設計法では 197tf となっている。橋脚の要求降伏耐力 P_{py} は、設計では 309tf となっているが、これは設計震度 $k_{hc}(0.6)$ 、 $k_{hem}(0.4)$ の最小値によって決まった値である。これに対して、変位ベース設計

部材	設計値	設計資料	変位ベース設計法
免震支承	降伏変位 u_{dy}	20mm	20mm
	設計変位 u_{de}	$231(173)\text{mm}$	174mm
	設計変位時の水平力	$290(247)\text{tf}$	197tf
橋脚	要求降伏耐力 P_{py}	$309(299)\text{tf}$	231tf
	地震時保有水平耐力 P_a	356tf	-

注) ()内は3種標準波形に対して非線形動的解析から求められた応答の平均値

表-1 変位ベース設計法と設計資料の試算例と比較

法では 231tf になり、これは式(1)の関係を満たしているため、橋脚には塑性ヒンジは生じない。設計資料でも非線形動的解析によれば、橋脚は塑性化する直前となっているが、もし設計値の最小値の規定がなければ、橋脚には塑性化が生じ、免震効果が期待できない状態になると予想される。

6. 結論

1. 何が変位ベース設計法のメリットかに関しては今後さらに検討する必要があるが、設計資料における設計震度の最小値の規定がなければ、両方法は基本的には同じ様な結果を与えると予想される。
2. 橋脚の過度な塑性化をおさえるために、道路橋示方書では等価設計震度の最小値の規定が設けられているが、変位ベース設計法では、式(1)により橋脚を塑性化させないという考え方を導入している。橋脚を塑性化させないですむかどうかは別として、橋脚と免震支承の作用力の関係を、設計でははっきりととらえている点は重要であると考えられる。

参考文献

- 1) M.J.N. Priestley, F. Seible, and G.M. Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂、1998
- 2) G.M. Calvi and A. Pavese: Conceptual Design of Isolation Systems for Bridge Structures, Pro. 2nd Italy-Japan Workshop on Seismic Design and Retrofit of Bridges, Technical Memorandum of PWRI, No. 3503, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, 1997
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成9年3月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、平成8年12月